

PERENCANAAN GEDUNG PERKANTORAN ARMADA II DI MAGELANG

Bakhtiar Ali Afandi, Mansyur Arifudin,
Himawan Indarto *), Ilham Nurhuda

Jurusan Teknik Sipil, Fakultas teknik Universitas Diponegoro
Jl. Prof. Soedarto, SH., Tembalang, Semarang 50239,
Telp.: (024) 7474770, Fax.: (024) 7460060

ABSTRAK

Gedung perkantoran yang ada pada Tugas Akhir ini direncanakan dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Sistem Rangka Pemikul Momen khusus (SRPMK) ini dipilih agar gedung dapat berperilaku duktail. Ini dikarenakan bahwa struktur yang duktail mampu menyebarkan energi yang besar ketika bangunan dikenakan beban gempa. Sistem ini direncanakan menggunakan konsep kolom kuat balok lemah, dimana elemen vertikal dari struktur (kolom) harus lebih kuat dibandingkan dengan elemen horizontal struktur (balok), sehingga sendi plastis dapat terjadi di balok. Selain itu, hubungan balok-kolom juga didesain untuk menghindari kehancuran di sambungan.

Kata Kunci : SNI 03-1726-2010, Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus, kolom kuat balok lemah, sendi plastis, hubungan balok-kolom.

ABSTRACT

The office building in this Final Project was designed to comply with Special Moment Resisting Frame System (SMRFS). The Special Moment Resisting Frame System (SMRFS) was chosen to enable the building to behave in ductile manner. This because ductile structures can disipate large amount of energy when subject to earthquake loading. The system was design to apply the concept of strong column weak beam, where the vertical elements of the structure (column) should be made stronger than the horizontal elements of the structure (beam), so that plastic joints occur on beam ends. Moreover, the beam-column joint connections were designed to avoid collapse in joints.

Keywords : SNI 03-1726-2010, Special Moment Resisting Frame System, strong column weak beam, plastic joint, beam-column connection.

PENDAHULUAN

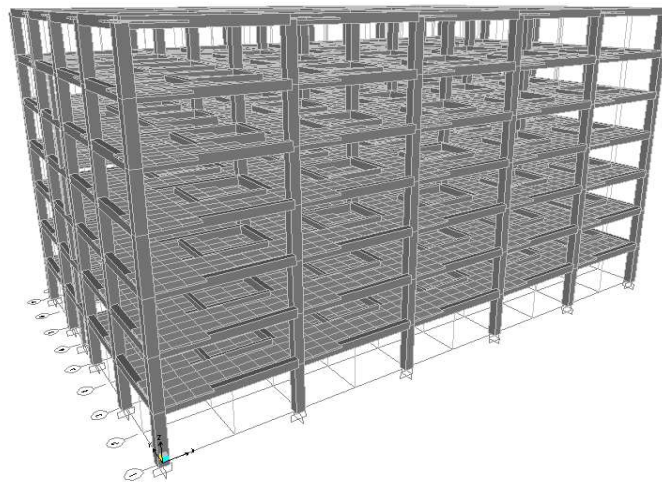
Semakin pesat perkembangan suatu kota, baik dalam segi kehidupan sosial maupun kehidupan ekonomi, maka akan semakin tinggi pula tuntutan sarana dan prasarana yang tersedia di dalamnya. Salah satu sarana yang dibutuhkan adalah adanya suatu area pusat

^{*)} Penulis Korespondensi himawan.indarto@gmail.com

perkantoran sebagai tempat terselenggaranya kegiatan ekonomi yang memadai. Proyek Perencanaan Gedung Perkantoran Armada II di Magelang ini mencoba memenuhi kebutuhan tersebut. Salah satu faktor yang penting adalah kekuatan struktur, dimana hal ini sangat erat kaitannya dengan keamanan dan ketahanan bangunan dalam menahan beban-beban yang bekerja pada struktur. Perencanaan bangunan berpedoman pada Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung (RSNI3 03-1726-201x) dan Tata Cara Perhitungan Struktur Beton (SNI 03-2847-2002).

PERMODELAN STRUKTUR

Struktur bangunan berupa gedung perkantoran tujuh lantai, dengan panjang arah X 40 m dan panjang arah Y 24 m. Kolom dan balok didesain sebagai elemen frame, sedangkan pelat lantai didesain sebagai elemen shell. Pondasi direncanakan dengan tumpuan jepit-jepit. Permodelan struktur dalam 3D dapat dilihat pada Gambar 1 berikut.



Gambar 1. Permodelan 3D Struktur

PEMBEBANAN STRUKTUR

Beban mati pada struktur terdiri dari beban sendiri elemen struktur dan beban arsitektural bangunan. Beban mati diambil 100 kg/m^2 untuk lantai dan 50 kg/m^2 untuk atap. Beban hidup adalah beban yang bisa ada atau tidak ada pada struktur untuk suatu waktu yang diberikan. Beban hidup diambil 250 kg/m^2 untuk lantai dan 100 kg/m^2 untuk atap. Untuk beban gempa perlu terlebih dahulu ditentukan grafik respon spektrum. Grafik respon spektrum gempa dapat dilihat pada Gambar 2.

Jenis situs : tanah sedang

Penetrasi standar rata – rata (\tilde{N}) = 17,39

$S_s = 0,7$ dan $S_1 = 0,3$

$F_a = 1,25$ dan $F_v = 1,8$

$SMS = F_a S_s = 1,25 \times 0,7 = 0,875$

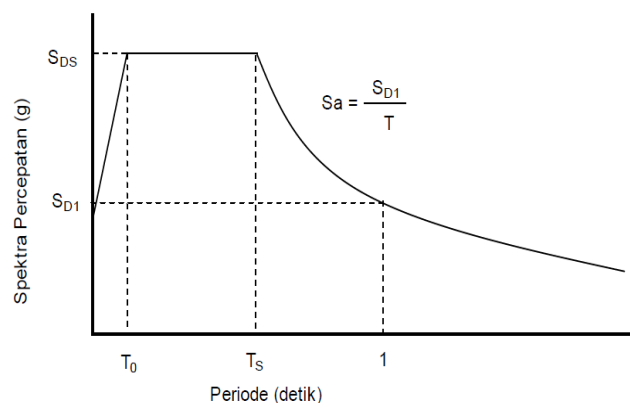
$SM1 = F_v S_1 = 1,8 \times 0,3 = 0,54$

$SDS = \frac{2}{3} \times 0,875 = 0,583$

$SD1 = \frac{2}{3} \times 0,54 = 0,36$

$T_0 = 0,2 \times \frac{SD1}{SDS} = 0,123$

$TS = \frac{SD1}{SDS} = 0,62$



Gambar 2. Respon Spektrum Gempa

ANALISA STRUKTUR

Kombinasi pembebanan yang digunakan :

Kombinasi 1 = 1,4 D

Kombinasi 2 = 1,2 D + 1,6 L1

Kombinasi 3 = 1,2 D + 1,6 L2

Kombinasi 4 = 1,2 D + 1,6 (L1 + L2)

Kombinasi 5 = 1,2 D + 0,5 L + 1,0 (I/R) Ex + 0,3 (I/R) Ey

Kombinasi 6 = 1,2 D + 0,5 L + 0,3 (I/R) Ex + 1,0 (I/R) Ey

Kombinasi 7 = 0,9 D + 1,0 (I/R) Ex + 0,3 (I/R) Ey

Kombinasi 8 = 0,9 D + 0,3 (I/R) Ex + 1,0 (I/R) Ey

Dari analisa menggunakan SAP 2000, dengan memasukkan kombinasi-kombinasi pembebanan diatas, diperoleh periode getar struktur seperti pada Tabel 1.

Tabel 1. Periode Getar Struktur

TABLE: Modal Periods And Frequencies			
OutputCase	StepType	StepNum	Period
Text	Text	Unitless	Sec
MODAL	Mode	1	1.262819
MODAL	Mode	2	1.177358
MODAL	Mode	3	0.936799
MODAL	Mode	4	0.401062
MODAL	Mode	5	0.377941
MODAL	Mode	6	0.299133

Pada RSNI 03-1726-2010, periode fundamental ditentukan berdasarkan rumus

$$T_a = C_t \times h_n^x \dots\dots\dots (1)$$

$$T_{\text{gempa}} = C_u \times T_a \dots\dots\dots (2)$$

Sehingga didapat periode fundamental sebesar 1,161 detik.

DESAIN DIMENSI DAN PENULANGAN STRUKTUR

a. Pelat lantai

Ukuran pelat lantai adalah 3 m dan 4 m. Tebal pelat lantai diambil 12 cm.

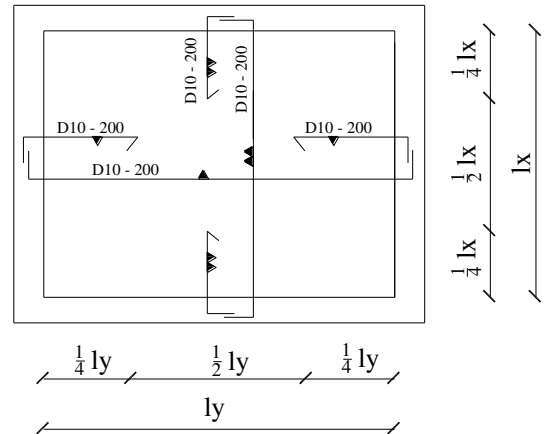
Perhitungan rasio tulangan menggunakan persamaan:

$$\frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \rho \cdot f_y \left(1 - 0,588 \rho \frac{f_y}{f_c} \right) \dots\dots\dots (3)$$

Hasil perhitungan untuk tulangan pelat lantai dapat dilihat pada Tabel 2, dan contoh gambar detail penulangan pelat lantai dapat dilihat pada Gambar 3.

Tabel 2. Penulangan Pelat

Pelat		Tulangan	
		Tumpuan	Lapangan
Lantai	Lx	D10-200	D10-200
	Ly	D10-200	D10-200



Gambar 3. Detail Penulangan Pelat Lantai

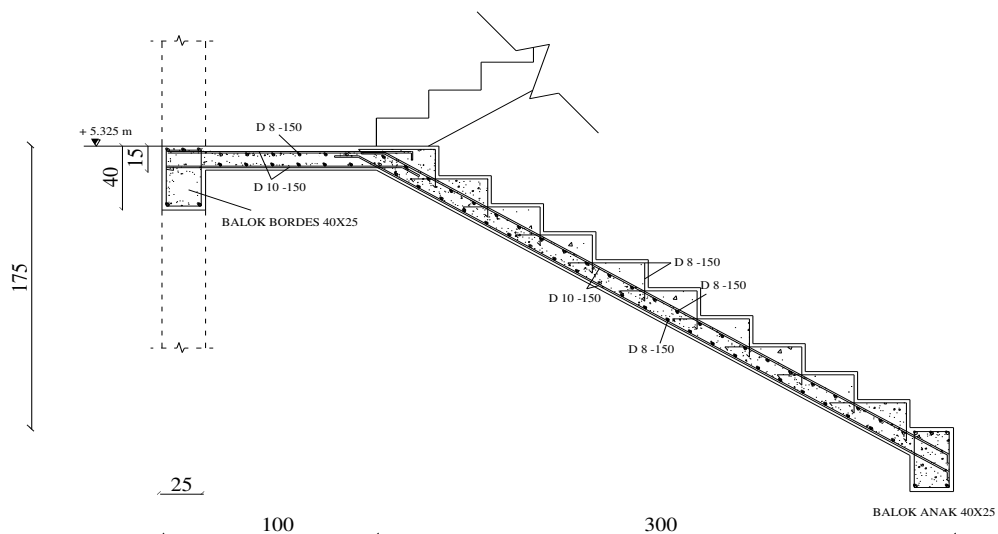
b. Tangga

Tinggi oprtrade adalah 17.5 cm dan tinggi antrade adalah 30 cm dengan masing-masing berjumlah 10 buah. Tinggi pelat bordes dan tinggi dari pelat tangga diambil sebesar 15 cm. Perhitungan tulangan menggunakan Persamaan (3). Hasil perhitungan untuk tulangan tangga, dapat dilihat pada Tabel 3.

Tabel 3. Penulangan Tangga

Tangga		Tulangan	
		Tumpuan	Lapangan
Balok bordes	atas	3D13	2D10
	bawah	2D10	3D13
Pelat	Lx	D10-150	D10-150
	Ly	D10-150	D10-150

Gambar detail penulangan tangga dapat dilihat pada Gambar 4.



Gambar 4. Detail Penulangan Tangga

c. Balok Anak

Dimensi balok anak direncanakan 40 x 25 cm pada bentang 8 m dan 6 m. Perhitungan tulangan menggunakan Persamaan (3). Hasil perhitungan untuk tulangan balok anak dapat dilihat pada Tabel 4.

d. Balok Induk

Balok induk dibedakan menjadi dua tipe, yaitu B1 dan B2 (70x40 cm) dengan bentang 8 m dan 6 m, serta B2 dan B3 (60x40 cm) dengan bentang 8 m dan 6 m. Perhitungan tulangan menggunakan rumus yang sama dengan sebelumnya, juga dengan memperhitungkan momen kapasitas berdasarkan SNI 03-2847-06 Pasal 23.3.4.2 Hasil perhitungan untuk tulangan balok induk dapat dilihat pada Tabel 4.

Perhitungan sengkang menggunakan rumus berdasarkan SNI 03-2847-2002 :

$$V_{umax} = 296,15 \text{ kN}$$

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) B_w d = \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) 400.639 = 233,33 \text{ kNm}$$

$$\frac{V_u}{\phi} = V_c + V_s, V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

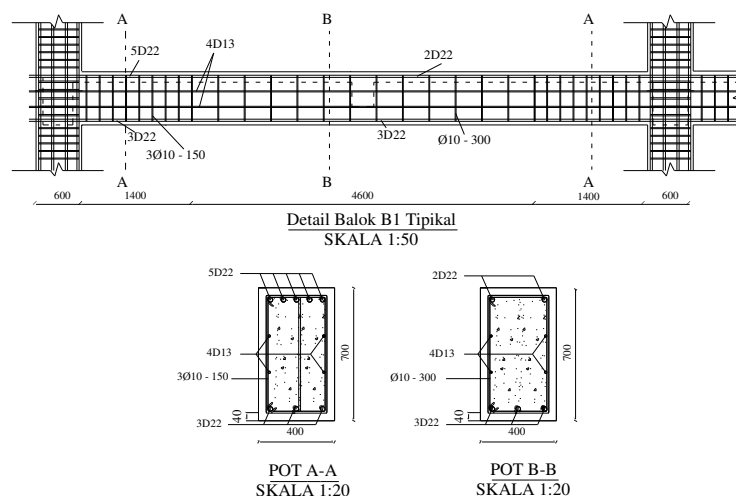
Didapat tulangan sengkang :

- 3 leg Ø10 dipasang dengan spasi 150 mm di daerah sepanjang 2h (1400 mm)
- Untuk daerah lapangan (diluar 2h dari muka kolom) dipasang 3Ø10 -300.

Tabel 4. Penulangan Balok

Balok induk		tulangan	
		tumpuan	lapangan
Anak	8 m	4D16	2D16
	6 m	2D13	2D13 +1D16
B1, B2	8 m	5D22	2D22
	6 m	3D22	3D22
B3,B4	8 m	4D22	2D22
	6 m	3D22	3D22

Gambar detail penulangan balok induk dapat dilihat pada Gambar 5.



Gambar 5. Detail Penulangan Balok Induk B1

e. Kolom

Kolom direncanakan dengan dimensi 60x60 cm dengan mutu beton $f'_c = 30$ MPa. Besarnya momen dan gaya aksial yang bekerja pada kolom merupakan hasil output dari analisa menggunakan SAP 2000 v.14.

$$Mu = 237,86 \text{ kNm}$$

$$Pu = 3427,05 \text{ kN}$$

$$e = \frac{Mu}{Pu} = \frac{237,86}{3427,05} = 69,4 \text{ mm}$$

$$emin = 15 + 0,03(600) = 33 \text{ mm}$$

- Perhitungan Tulangan Kolom

Perhitungan untuk grafik

Sumbu X :

$$\frac{Pu}{\phi \cdot Ag \cdot (0,85) \cdot (f'_c)} \cdot \frac{e}{h} = \frac{3427050}{0,65 \cdot 600 \cdot 600 \cdot 0,85 \cdot 30} \cdot \frac{69,4}{600} = 0,066$$

Sumbu Y :

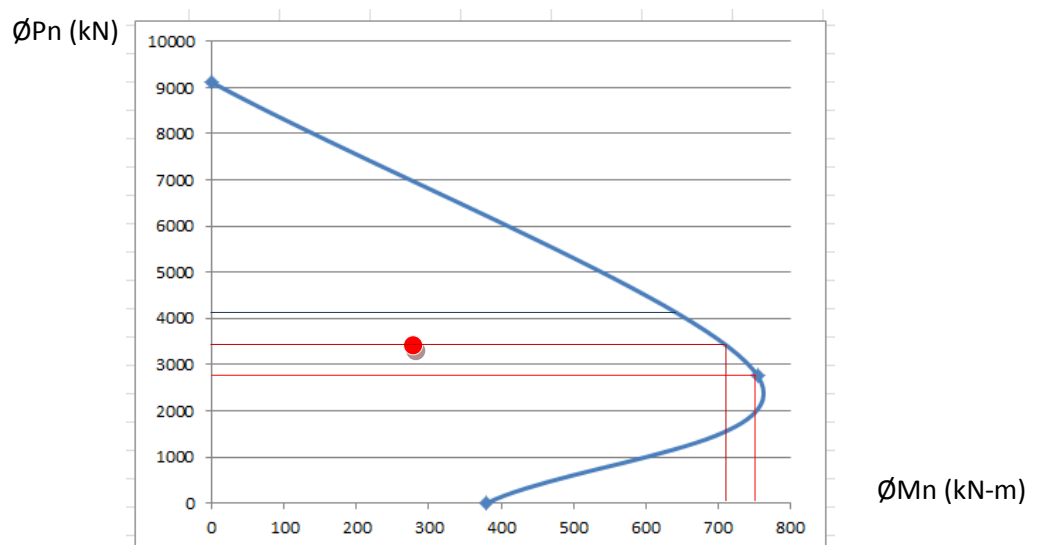
$$\frac{Pu}{\phi \cdot Ag \cdot (0,85) \cdot (f'_c)} = \frac{3427050}{0,65 \cdot 600 \cdot 600 \cdot 0,85 \cdot 30} = 0,574$$

Berdasarkan analisa perhitungan pada grafik dan tabel perhitungan beton bertulang (Gideon & Vis, 1993) mengenai lentur dengan beban aksial, untuk kasus kolom dengan tulangan pada empat sisi dengan nilai x dan y diatas, didapatkan tulangan minimum dengan $\rho_{min} = 0.01$

$$As = Ag \times 1\% = 0,01 \times 600 \times 600 = 3600 \text{ mm}^2$$

- Diagram interaksi P-M kolom

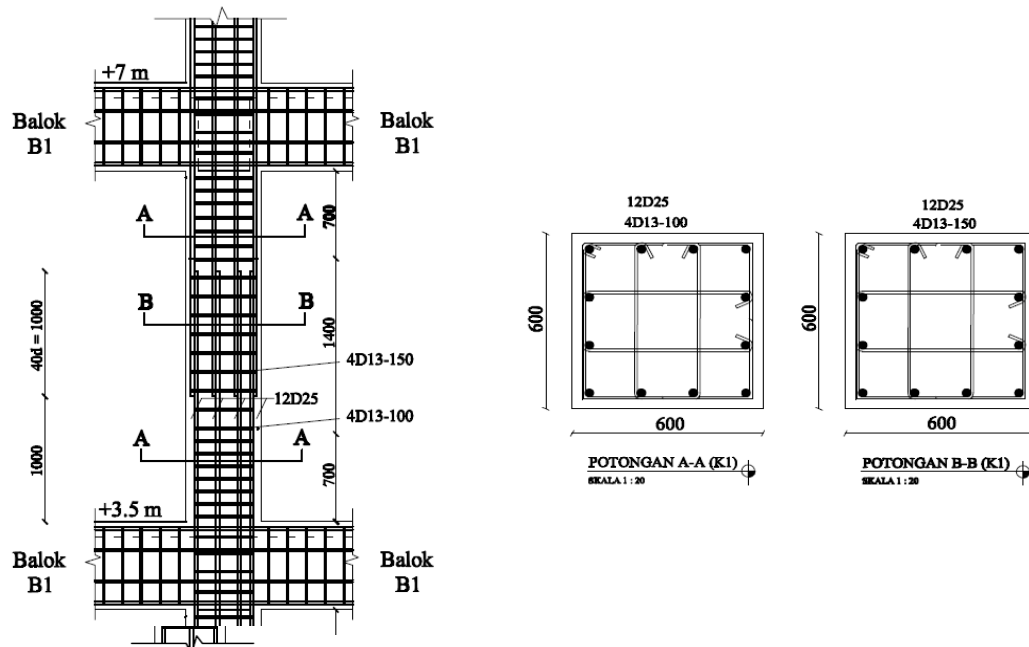
Dengan dimensi dan perhitungan tulangan diatas, maka dapat dibuat diagram interaksi kolom (P-M) seperti pada Gambar 6 berikut.



Gambar 6. Diagram Interaksi Kolom

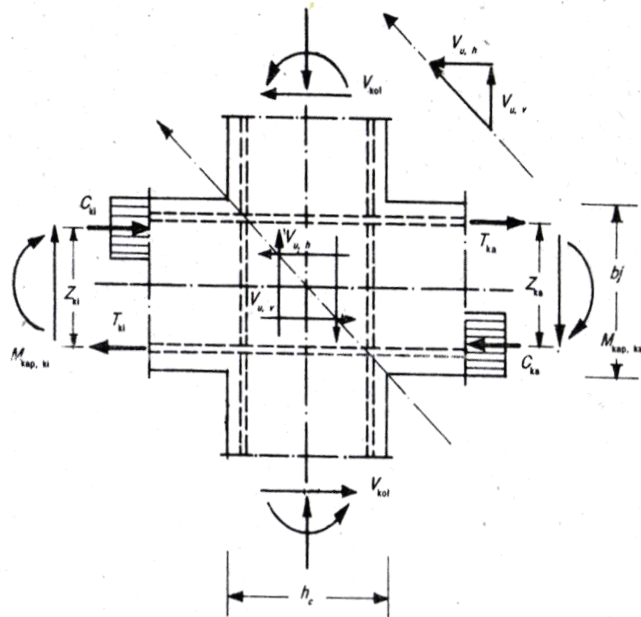
- Cek kolom lebih kuat dari balok
Menurut SNI pasal 23.4.2.2 diterangkan bahwa kuat kolom ϕM_n harus memenuhi $\Sigma M_c \geq \Sigma M_g$. Dimana ΣM_c adalah jumlah M_n dua kolom yang bertemu di *joint*. Sedangkan ΣM_g adalah jumlah M_n dua balok yang bertemu di *joint*.
 $\Sigma M_c > 1,2 \Sigma M_g$
 $1,2 \Sigma M_g = 1,2 (567,51 + 349,79) = 1100,76 \text{ kNm}$
 - Kolom lantai atas dan kolom yang didesain
 $1470 > 1100,76 \text{ kNm}$
 - Kolom lantai bawah dan kolom yang didesain
 $1350 > 1100,76 \text{ kNm}$
- Perhitungan geser di kolom :
 $V_u = 326,893 \text{ kN}$
 $\frac{V_u}{\phi} = V_c + V_s$
 $V_c = \frac{\sqrt{f_c}}{6} \cdot b_w \cdot d = \frac{\sqrt{30}}{6} \cdot 600 \cdot 534,5 = 292,76 \text{ kN}$
 $V_s = 143,1 \text{ kN}$
 $V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$
Didapat tulangan sengkang :
 - 4D13-100 di dalam bentang lo.
 - 4D13-150 di luar bentang lo.

Gambar detail penulangan kolom dapat dilihat pada Gambar 7.



Gambar 7. Detail Penulangan Kolom

f. Hubungan balok kolom



Gambar 8. Gaya-Gaya yang Terjadi pada HBK

Hubungan balok-kolom dihitung dengan mengakumulasi gaya-gaya yang bekerja di daerah pertemuan kolom dan balok pada beberapa kondisi.

$$V_h = T_1 + C_{s2} + C_c$$

$$V_h = 950,33 + 27,37 + 542,05 = 1519,75 \text{ kN}$$

$$V_{sway} = \frac{457,65 + 457,65}{2,8} = 326,89 \text{ kN}$$

$$V_{uH} = V_h - V_s = 1519,75 - 326,89 = 1192,86 \text{ kN}$$

$$V_{uH} \cdot h_b = V_u \cdot V \cdot h_c$$

$$1192,86 \cdot 0,8 = V_u \cdot V \cdot 0,9$$

$$V_u \cdot V = 1060,32 \text{ kN}$$

Penulangan geser horizontal :

$$V_{ch} = \frac{2}{3} \sqrt{\left(\frac{N_{uk}}{A_g} - 0,1 f'_c \right) b_j h_c}$$

$$N_u = 3359,952 \text{ kN.}$$

$$V_{ch} = \frac{2}{3} \sqrt{\left(\frac{3427,05}{600 \cdot 600} - 0,1 \cdot 30 \right) 600 \cdot 507}$$

$$V_{ch} = 517,82 \text{ kN}$$

$$V_{sh} + V_{ch} = V_{uh}$$

$$V_{sh} = V_{uh} - V_{ch}$$

$$V_{sh} = 1192,86 - 517,82$$

$$V_{sh} = 675,04 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{V_{sh}}{f_y} = \frac{675040}{400} = 1687,6 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan geser 4D13 = 530,9 mm²

Jumlah sengkang 4 lapis $A_s = 2123,72 \text{ mm}^2$

Penulangan geser vertikal

$$V_{cv} = \frac{A_s' \cdot V_{uh}}{A_s} \left(0,6 + \frac{N_u}{A_g \cdot f'_c} \right)$$

$$= \frac{1140,39 \cdot 1192,86}{1900,66} \left(0,6 + \frac{3427,05}{600 \cdot 600 \cdot 30} \right) = 716,63 \text{ kN}$$

$$V_{sv} + V_{cv} = V_{uv}$$

$$V_{sv} = V_{uv} - V_{cv}$$

$$V_{sv} = 1060,32 - 761,63$$

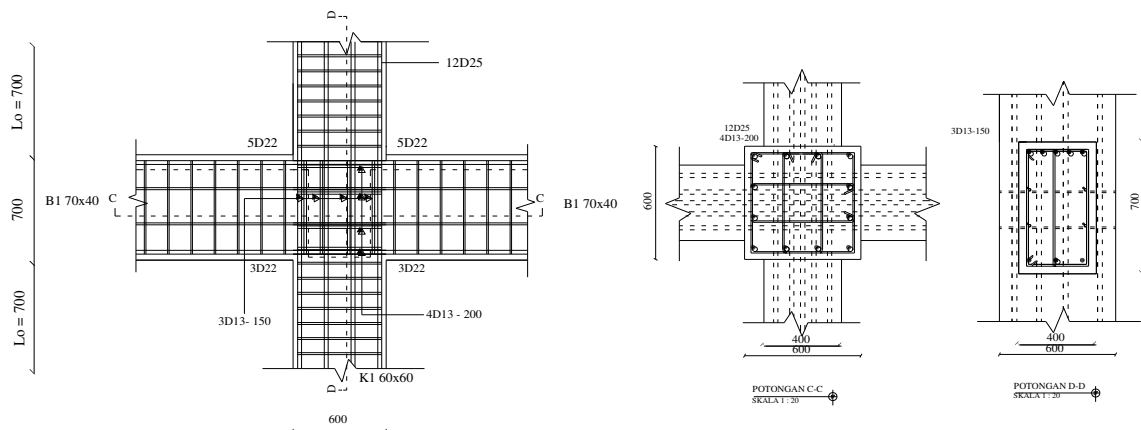
$$V_{sv} = 298,69 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{V_{sv}}{f_y} = \frac{298690}{400} = 746,725 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan geser D13 = 265,46 mm²

Jumlah sengkang 3 lapis $A_s = 796,39 \text{ mm}^2$

Gambar detail penulangan hubungan balok-kolom dapat dilihat pada Gambar 9.

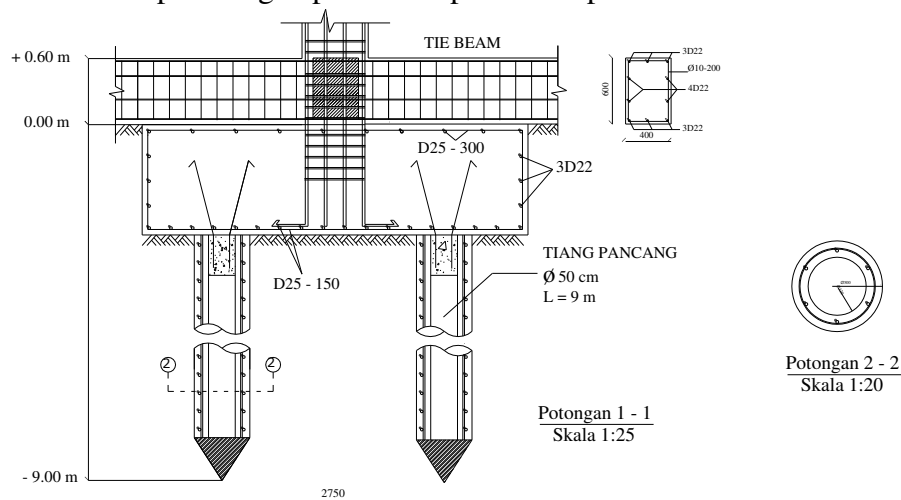


Gambar 9. Detail Penulangan Hubungan Balok Kolom

g. Pondasi

Pondasi menggunakan tiang pancang diameter 500, dengan tulangan 6D16.

Gambar detail penulangan pondasi dapat dilihat pada Gambar 10.



Gambar 10. Detail Penulangan Pondasi

KESIMPULAN

- a. Dalam perencanaan dan perhitungan struktur tahan gempa sesuai dengan peraturan perencanaan struktur tahan gempa (RSNI 03-1726-2010), seluruh elemen pada gedung dapat dibentuk menjadi suatu kesatuan sistem struktur. Pelat lantai berfungsi untuk menahan beban gravitasi dan menyalurkan ke balok, sementara kolom berfungsi untuk menahan beban lateral seperti beban gempa.
- b. Bangunan sudah direncanakan dengan Sistem Rangka Penahan Momen Khusus (SRPMK). Dalam perencanaan ini digunakan konsep *strong column-weak beam*. Diharapkan dengan konsep ini, elemen vertikal dari struktur (kolom) lebih kuat dibandingkan dengan elemen horizontal struktur (balok), sehingga sendi plastis dapat terjadi di balok. Selain itu, hubungan balok-kolom juga didesain untuk menghindari kehancuran di sambungan.
- c. Dalam perencanaan struktur gedung khususnya yang bertingkat tinggi dengan sistem SRPMK terdapat beberapa hal yang harus dikontrol untuk mendapatkan hasil analisis yang akurat, antara lain pembatasan waktu getar fundamental struktur, kontrol partisipasi massa dan kontrol nilai akhir respons spektrum

DAFTAR REFERENSI

- Badan Standardisasi Nasional. 2010. *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*, SNI 03-1726-2010. Bandung: BSN.
- Badan Standardisasi Nasional. 2002. *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung*, SNI 03-2847-2002. Bandung: BSN.
- Chu-Kia Wang, and Charles G. Salmon. 1994. *Disain Beton Bertulang*. Edisi Keempat. Jakarta: Erlangga.
- Departemen Pekerjaan Umum. 1983. *Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung*. Bandung: Yayasan Penyelidikan Masalah Bangunan Gedung.
- Dewobroto, Wiryanto. 2007. *Aplikasi Rekayasa Kontruksi dengan SAP20000*. Jakarta: Penerbit Elex Media Komputindo.